

Використання в будівництві сталебетонних колон прямокутного перерізу, в основу конструкції яких покладені розроблені способи розрахунків, дозволяє при більших навантаженнях та обмежених розмірах поперечних перерізів знизити витрату сталі на 28-35% в порівнянні із залізобетонними колонами.

- 1.Стороженко Л.И. Трубобетонные конструкции. – К.: Будівельник, 1978. – 80 с.
- 2.Стрелецкий Н.Н. Сталелазобетонные пролетные строения мостов. – М.: Транспорт, 1981. – 360 с.
- 3.Чихладзе Э.Д. Несущая способность сталебетонных конструкций в условиях статического и динамического нагружения: Автореф. дисс. ... д-ра техн. наук. – М., 1989. – 32 с.
- 4.Smith F., Brown R. The Shearing Strength of Concrete, Bull. Univ. of Washington, №106, 2001, p. 205.
5. Garner N.I. Use of Spiral Welded Steel Tubes in Pipe Columns. ACJ. J. Proceedings, vol. 65, Nov. 2003, p. 937-942.

Отримано 11.05.2012

УДК 69.032.2

Г.А.МОЛОДЧЕНКО, д-р техн. наук, Н.А.ЗАСЯДЬКО, А.Н.СИРОМЕНКО
Харьковская национальная академия городского хозяйства

АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ МОНОЛИТНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ

Рассматривается напряженно-деформированное состояние многоуровневых железобетонных диафрагм в многоэтажном монолитном здании на примере жилого дома в г.Харькове. Используются уравнения, полученные ранее для расчетной схемы составного стержня и адаптированные к многоуровневой системе. Также описывается влияние трещинообразования на прогиб системы и на момент инерции, а как следствие, и на жесткость диафрагм.

Розглядається напружено-деформований стан багаторівневих залізобетонних діафрагм у багатоповерховому монолітному будинку на прикладі житлового будинку в м.Харкові. Використовуються рівняння, отримані раніше для розрахункової схеми складеного стержня, й адаптовані до багаторівневої системи. Також описується вплив тріщиноутворення на прогин системи і на момент інерції, а як наслідок, і на жорсткість діафрагм.

The is intense-deformed condition of multilevel Ferro-concrete diaphragms in a many-storied monolithic building on an apartment house example in Kharkov is considered. The equations received earlier for the settlement scheme of a compound core, and adapted for multilevel system are used. Also influence crack-formation on a deflection of system and at the moment of inertia, and, as consequence and on rigidity of diaphragms is described.

Ключевые слова: напряженно-деформированное состояние железобетонных диафрагм, прогибы многоуровневой диафрагмы, влияние трещинообразования на прогиб.

Проводятся исследования напряженно-деформированного состояния системы железобетонных диафрагм на примере многоэтажного монолитного жилого дома в г.Харькове на основании анализа полученных в [1] данных для одноэтажной диафрагмы. Расчетная схема несущей конструкции здания, состоящая из плоских диафрагм, представлена в виде консольных вертикальных пилонов, соединенных между собой по высоте непрерывными связями конечной жесткости, что ранее было использовано в работах [2, 3]. Высота всех этажей одинаковая, проемы в стенах расположены друг над другом, геометрические и жесткостные параметры конструкций и стыков неизменны по высоте здания.

Прогибы многоуровневой диафрагмы приближенно получаем наращиванием. При этом учитываем смещение и угол поворота верхней точки нижележащего уровня (рис.1) через полученные ранее решения [1] для одноуровневой консольной схемы.

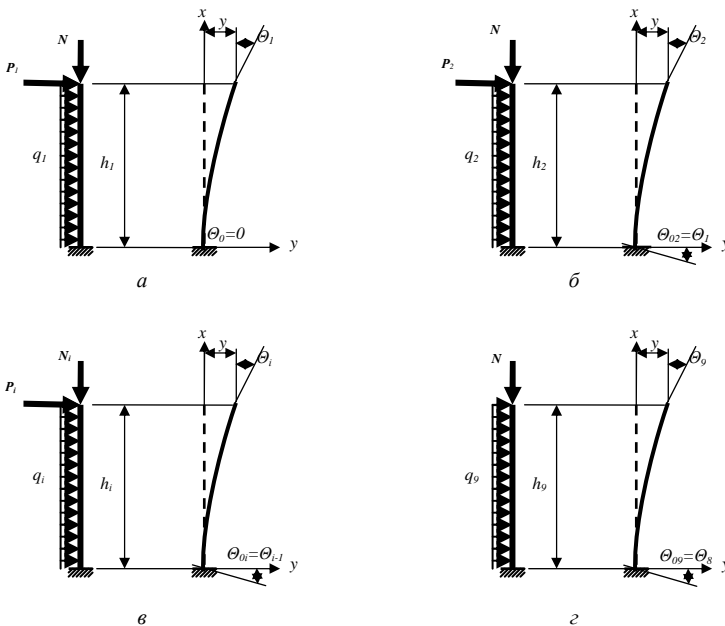


Рис.1 – Расчетные схемы диафрагмы i -го уровня 9-этажного здания

Выражения усилий для N и P применительно к схемам приведены в таблице.

Схемы	Вид уравнений	
	для N	для P
a	$N = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6 + N_7 + N_8 + N_9$	$P = q_2 \cdot h_2 + q_3 \cdot h_3 + q_4 \cdot h_4 + q_5 \cdot h_5 + q_6 \cdot h_6 + q_7 \cdot h_7 + q_8 \cdot h_8 + q_9 \cdot h_9$
b	$N = N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6 + N_7 + N_8 + N_9$	$P = q_3 \cdot h_3 + q_4 \cdot h_4 + q_5 \cdot h_5 + q_6 \cdot h_6 + q_7 \cdot h_7 + q_8 \cdot h_8 + q_9 \cdot h_9$
$в$	$N_i = \sum_{t=i}^n N_t$	$P_i = \sum_{t=i+1}^n q_t h_t$
$г$	$N = N_9$	$P = 0$

В соответствии с принятыми обозначениями на уровне i -го этажа n -этажного здания:

$N_i = \sum_{t=i}^n N_t$ – нагрузка, приходящаяся на верх t -го этажа, с учетом вышележащих, где N – вес t -го этажа;

$P_i = \sum_{t=i+1}^n q_t h_t$ – ветровая нагрузка от вышележащих этажей, преобразованная в сосредоточенную на конце консоли, где h_t – высота t -го этажа; q_t – равномерно распределенная горизонтальная ветровая нагрузка на уровне t -го этажа.

Тогда уравнения прогибов и углов поворота в пределах i -го этажа будут иметь вид:

$$y_{xi} = y_{0i} + \Theta_{0i} \cdot x_i - \frac{M_{0i}}{N_i} (1 - \cos k_i x_i) - \frac{Q_{0i}}{k_i N_i} (k_i x_i - \sin k_i x_i) + \frac{q_i}{N_i} \left(\frac{x_i^2}{2} - \frac{1 - \cos k_i x_i}{k_i^2} \right); \quad (1)$$

$$\Theta_i = \Theta_{0i} - \frac{M_{0i}}{N_i} k_i \sin k_i x_i - \frac{Q_{0i}}{N_i} (1 - \cos k_i x_i) + \frac{q_i}{N_i} \left(x_i - \frac{\sin k_i x_i}{k_i} \right); \quad (2)$$

$$\Theta_{0i} = \Theta_{i-1}, \quad (3)$$

где

$$y_{0i} = \sum_{t=1}^{i-1} y_t, \text{ здесь } y_t - \text{прогиб верха } t\text{-го этажа} \quad (4)$$

$$Q_{0i} = q_i h_i + P_i, \quad (5)$$

$$M_{0i} = -\frac{Q_{0i}}{k_i} \operatorname{tg} k_i h_i + q \frac{1 - \cos k_i h_i}{k_i^2}, \quad (6)$$

$$k_i = \sqrt{\frac{(n-i+1)N}{EI}}. \quad (7)$$

Для численного анализа прогиба (рис.2) многоуровневой системы были приняты данные используемые в работе [1]. Элемент системы, состоящий из поперечной стены в пределах одного этажа высотой $h=2,7$ м и толщиной $b_c=0,16$ м, совместно работающий в продольном направлении y с двумя перекрытиями шириной $a=4,35$ м (расстояние между двумя поперечными стенами) и толщиной $\Delta=0,16$ м, соответственно вес этажа N :

$N = (h \cdot b_c + a \cdot \Delta) \cdot L \cdot \rho = 203,04$ кН, где $\rho = 25$ кН/м³ – плотность железобетона;

$G = 0,425 \cdot E = 1,169 \cdot 10^7$ кН/м², где $E = 2,75 \cdot 10^7$ кН/м²;

$A = b_c \cdot L = 1,152$ м²; $q = 1,1$ кН/м.

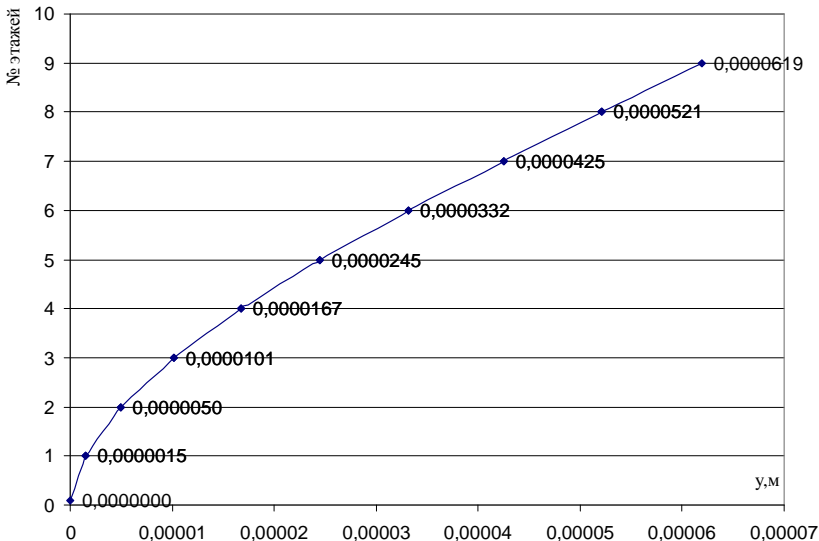


Рис. 2 – Прогиб 9-этажной диафрагмы

Целью нашего исследования является определение влияния трещинообразования на прогиб здания, а следовательно и на жесткость. Таким образом, появление трещин будем моделировать путем деления диафрагмы на несколько частей (блоков), при этом момент инерции будет меняться в зависимости от количества трещин:

- при сплошной диафрагме (без трещин): $I_1 = \frac{b \cdot h^3}{12}$;

- при появлении 1-й трещины: $I_2 = \frac{b \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^3}{12} \cdot 2$;

- при появлении 3-х трещин: $I_4 = \frac{b \cdot \left(\frac{h}{4}\right)^3}{12} \cdot 4$.

Следовательно, в общем виде имеем:

$$I_j = \frac{b \cdot \left(\frac{h}{j}\right)^3}{12} \cdot j, \quad (8)$$

окончательно

$$I_j = \frac{b \cdot h^3}{12 \cdot j^2}, \quad (9)$$

где j – количество блоков, на которые трещинами разделена диафрагма.

Таким образом, если в диафрагме нет трещин, а также при появлении 1÷6 трещин имеем зависимость изменения момента инерции от количества трещин (блоков) (рис.3).

Изменение прогиба одноуровневой системы при появлении трещин определим из (4) с учетом (9). Графически (рис.4) представлено возрастание деформативности системы в зависимости от количества блоков (т.е. трещин).

Таким образом, при наличии пяти трещин прогиб системы возрос в 35,5 раз по сравнению с целой, не нарушенной трещинами диафрагмой, и как следствие, можно утверждать об уменьшении жесткости с увеличением количества трещин.

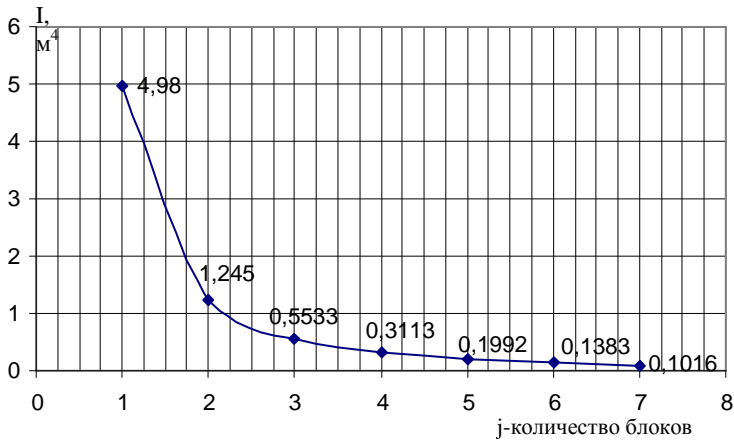


Рис.3 – Изменение момента инерции от количества трещин

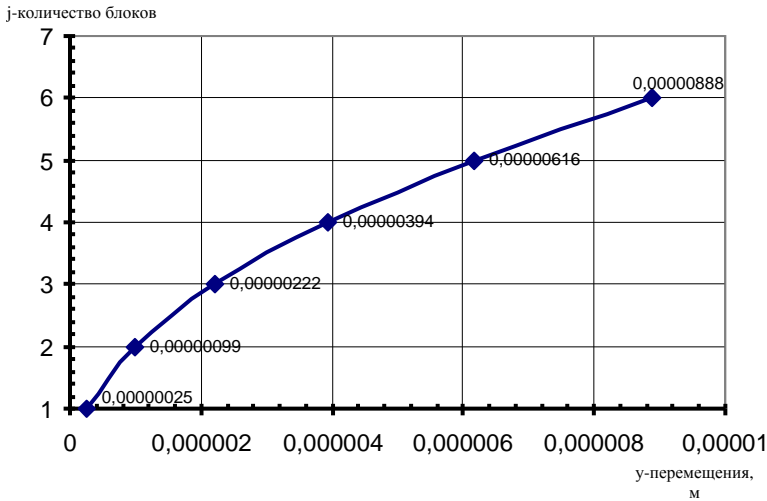


Рис.4 – Изменение прогиба одноуровневой диафрагмы при образовании трещин

1. Молодченко Г.А., Засядько Н.А., Сироменко А.Н. Напряженно-деформированное состояние монолитных диафрагм жесткости // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. тр. Вып.61. – Днепропетровск: ПГАСА, 2011. – С.272-280.

2. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий / П.Ф. Дроздов. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1977. – 223 с.

З.Ханджи В.В. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом / В.В. Ханджи. – М.: Стройиздат, 1977. – 187 с.

Получено 18.05.2012

УДК 624.012.25

С.В.МЕЛЬНИК

Національний університет водного господарства і природокористування, м.Рівне

РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ПІДСИЛЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

Представлено результати розрахунку несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішньою вуглепластиковою поперечною арматурою.

Представлены результаты расчета несущей способности наклонных сечений железобетонных балок, усиленных внешней углепластиковой поперечной арматурой.

The results of the strength calculating of sloping sections of reinforced concrete beams strengthened by external coal plastic transverse armature are presented in paper.

Ключові слова: несуча здатність, похилі перерізи, розрахунок, підсилення.

В результаті постійного збільшення кількості фізично застарілих будівель і споруд, які мають експлуатаційні пошкодження та дефекти, проблема відновлення будівельних конструкцій набуває значної актуальності.

На сьогоднішній день накопичилася велика кількість способів та матеріалів для підсилення згинальних залізобетонних конструкцій. Серед них широкого розповсюдження набули відносно нові вуглепластикові матеріали.

Для більш широкого використання вуглепластикових стрічок і полотен, як додаткового зовнішнього армування для підсилення похилих перерізів згинальних залізобетонних конструкцій, необхідне достатнє їх експериментально-теоретичне обґрунтування та створення на базі існуючих нормативних документів оптимальної методики розрахунку.

Дослідження роботи підсиленних залізобетонних конструкцій сучасними композитними матеріалами, в тому числі вуглепластиковими, висвітлено в роботах [3, 5] та ін. Але наразі досліджень роботи підсиленних залізобетонних елементів по похилим перерізам ще недостатньо.

В даній роботі поставлено за мету порівняти результати розрахунку несучої здатності похилих перерізів підсиленних залізобетонних балок, виконаних згідно методики існуючих нормативних документів, з дослідними результатами.

Для реалізації поставленої мети було виготовлено залізобетонні балки довжиною 2000 мм та розмірами поперечного перерізу 160×100 мм.